



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA
DE MEXICO

FACULTAD DE INGENIERIA

**ANALISIS GEOTECNICO-ESTRUCTURAL Y
PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO DE UNA
CIMENTACION PROFUNDA**

T E S I S

QUE PARA OBTENER EL TITULO DE
INGENIERO CIVIL
P R E S E N T A
JAVIER ORTEGA GONZALEZ

MEXICO, D. F.,

1993

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN



Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas Tesis Digitales Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS © PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

Todo el material contenido en esta tesis está protegido por la Ley Federal del Derecho de Autor (LFDA) de los Estados Unidos Mexicanos (México).

El uso de imágenes, fragmentos de videos, y demás material que sea objeto de protección de los derechos de autor, será exclusivamente para fines educativos e informativos y deberá citar la fuente donde la obtuvo mencionando el autor o autores. Cualquier uso distinto como el lucro, reproducción, edición o modificación, será perseguido y sancionado por el respectivo titular de los Derechos de Autor.

INDICE

I.- INTRODUCCION	-----	1
I.I Generalidades		
I.II El subsuelo de la Ciudad de México		
II.- ESTUDIO DE MECANICA DE SUELOS	-----	7
II.I Exploración		
II.II Pruebas realizadas		
III.- ANALISIS DE LA CIMENTACION	-----	17
III.I Nota preliminar		
III.II Selección del tipo de cimentación		
III.III Cálculo de la capacidad de carga		
IV.- DISEÑO ESTRUCTURAL	-----	24
IV.I Nota preliminar		
IV.II Diseño estructural de pilotes		
IV.III Diseño estructural de dados		
V.- PROCESO CONSTRUCTIVO	-----	38
V.I Nota preliminar		
V.II Cimentación profunda		
V.III Cimentación superficial		
VI.- CONCLUSIONES	-----	48

I.-INTRODUCCION

I.I. GENERALIDADES

Sobre un predio de 11.76 hectáreas, localizado en avenida cerro de las torres, se proyectó la construcción de una plaza corporativa que servirá para concentrar todas las instalaciones de una compañía de seguros, a la cual llamaremos propietaria.

La construcción de dicho proyecto se divide en tres etapas distintas que se llevarán a cabo de acuerdo a las necesidades de la propietaria. Dichas etapas son:

1a etapa

- Centro de cómputo
- Casa de máquinas
- Edificio sur
- Comedor
- Instituto de capacitación
- Pórticos que comunican dichos edificios
- Fachada de la biblioteca
- Estacionamiento superficial
- Areas exteriores
- Barda perimetral

2a etapa

- Plaza de acceso
- Edificio de Recursos Humanos
- Auditorio
- Hangar (servicios de apoyo)
- Resto de los pórticos

3a etapa Totalmente Indefinida

Además se utilizarán edificios existentes dentro del mismo predio tales como son: biblioteca, cafetería, talleres y laboratorios.

En la figura 1.1 se ilustra una vista de planta del proyecto a construir incluyendo los edificios ya existentes.

La estructura de los edificios que integran dicho proyecto estará formada por elementos prefabricados tales como son columnas, travesaños portantes y travesaños losa de sección 'TT' , las cuales estarán cubiertas por fachadas metálicas, y dicha estructura estará apoyada en una cimentación formada por pilotes de concreto reforzado que descansan sobre pilotes de punta de concreto reforzado de 30 metros de longitud de una sola pieza. Todos los edificios estarán comunicados por una serie de pórticos de acero estructural forrados de lámina (por donde se conducirán las instalaciones). El

proyecto se caracteriza por su división en módulos de 10.98 m (medidas norteamericanas que se adecúan a equipo y maquinaria que se instalará), lo que provoca la existencia de grandes claros y la transmisión de cargas sobre el suelo de 2.5 ton/m² en edificios de 2 niveles y de 3.8 ton/m² en edificios de 3 niveles (sin incluir el peso de la cimentación).

Debido a la escasez de colados en sitio, a las dimensiones de los pilotes de una sola pieza y al tipo de fachadas, podemos afirmar que dicha obra se caracteriza por salir de los estándares de proyectos de alcances similares a construirse en la ciudad de México en cuanto a técnicas y materiales utilizados.

Esta tesis se enfocará a la realización de un estudio geotécnico, estructural y constructivo de la cimentación de uno de los edificios de la 1a etapa (edificio sur) para presentar y justificar la magnitud de la misma. Cabe mencionar que la cimentación es similar en todos los edificios del proyecto.

I.II EL SUBSUELO DE LA CIUDAD DE MEXICO

La superficie del Valle de México es de 2050 km2, de los cuales el Distrito Federal abarca 1480 km2, correspondiendo a la Ciudad de México 500 m2 (incluyendo el área urbanizada - 1989), con una altura del punto más bajo de 2240 metros sobre el nivel del mar.

Marsal y Mazari clasificaron a la Ciudad de México en tres grandes zonas basándose en las propiedades de compresibilidad y resistencia de los depósitos de la cuenca; dichas zonas se muestran en la figura 1.2 y son:

- Zona de Lomas (I)
- Zona de Transición (II)
- Zona del Lago (III)

a) Zona de Lomas: son terrenos compactos areno-limosos con alto contenido de agua y en ocasiones presentando tobas pumíticas bien cementadas, depósitos eólicos de arena fina, derrames basálticos con cuevas o material suelto y galerías en ocasiones rellenas de material suelto.

b) Zona de Transición: localizada entre las serranías

y la zona del fondo del lago, presentando depósitos superficiales arcillosos o limosos orgánicos que cubren arcillas volcánicas muy compresibles con arenas limosas compactas e intercaladas, descansando sobre mantos de arena y grava.

- c) Zona del Lago: compuesta por rellenos artificiales o depósitos areno-arcillosos o limosos hasta de 10 metros de espesor, seguidos de arcillas de origen volcánico altamente compresibles con lentes de arena intercalados. Aproximadamente a los 33 m de profundidad se encuentra la capa dura formada por estratos arcillo-arenosos o limo-arcillosos muy compactos. Enseguida se presentan arcillas volcánicas y estratos alternados de arena con grava y limo o arcilla arenosa.

Desde luego que pueden existir variaciones importantes con respecto a esta zonificación, principalmente causadas por la existencia de monumentos precoloniales y por bombeos disperejos que se han efectuado, abatiendo en gran parte el nivel de aguas freáticas, haciendo perder presiones en los estratos inferiores, causando la preconsolidación del suelo.

En cuanto a los asentamientos se refiere, es fácil predecirlos en la zona del Lago, basándonos en la teoría de Boussinesq y en la teoría de la compresibilidad de Terzaghi, pero en lo que se refiere a la zona de Lomas, no es fácil el cálculo de dichos asentamientos ya que son arenas sueltas en donde este problema aún no ha sido resuelto.

Como hemos observado, las arcillas predominan en la formación del subsuelo de la ciudad de México, teniendo espesores que van de los 15 a los 40 metros, estas arcillas son materiales plásticos formados por partículas muy finas y laminares, por lo que presentan una permeabilidad muy baja y hacen que sean altamente compresibles. Esto favorece a que se manifiesten asentamientos, siendo un objeto de estudio para el Ingeniero que deberá preverlo en una construcción, ya que son el problema fundamental en las cimentaciones de la Ciudad de México.

Como se puede observar en la figura 1.2, el terreno en donde se desplantará la cimentación objeto de esta tesis se encuentra en la zona del Lago, la cual es la más problemática para este tipo de proyectos.

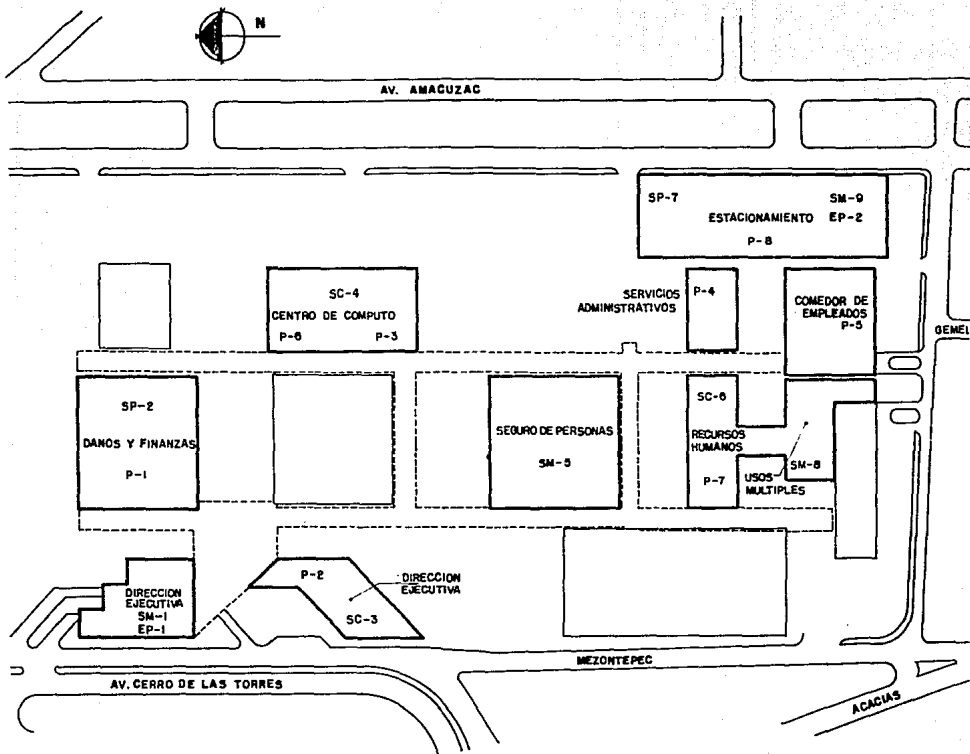


FIGURA 1.1

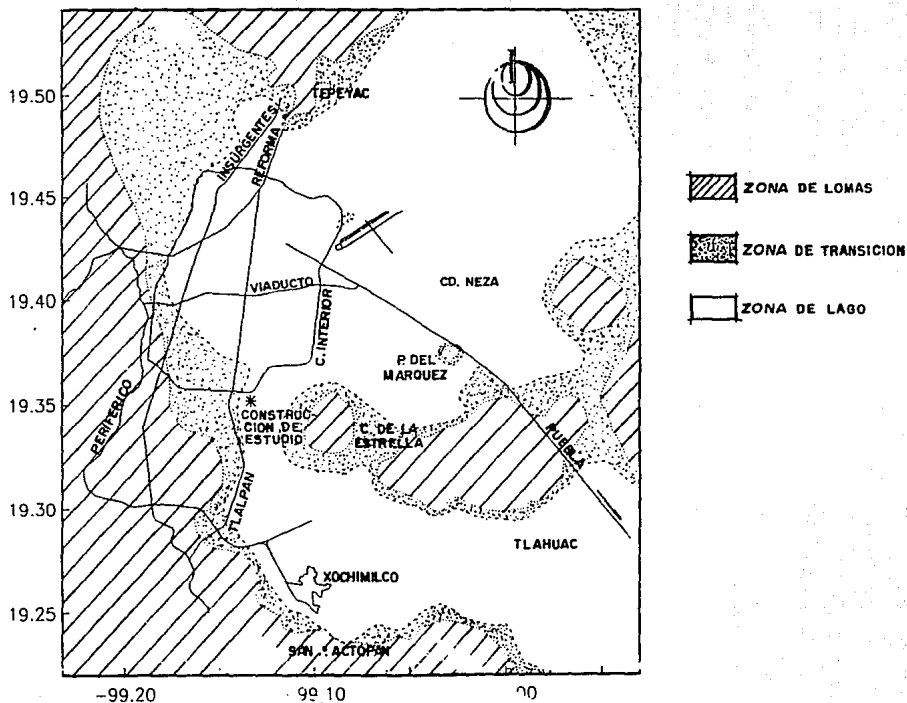


FIGURA 1.2

II.-ESTUDIO DE MECANICA DE SUELOS

II.I EXPLORACION

La necesidad de contar durante la etapa de proyecto, y aún durante la construcción con datos firmes y abundantes sobre las características del suelo que se presentan de la zona a construir, nos conduce a realizar una serie de pruebas de laboratorio para poder definir una estratigrafía característica detallada de la región; dichas pruebas van ligadas a diversos métodos para la extracción de muestras, ya sea alteradas o inalteradas, según sea el tipo requerido de exploración.

A continuación se resumen y describen los trabajos y pruebas de laboratorio realizadas de agosto a octubre de 1990 para el proyecto de la cimentación del edificio objeto de esta tesis. En la figura 1.1 podemos apreciar una vista de planta de la zona explorada, con la localización de los sondeos realizados.

1) Reconocimiento geotécnico del sitio: consiste en obtener datos completos sobre las construcciones vecinas existentes, revisar la historia de las cargas soportadas previamente por el suelo del predio y áreas circundantes, y en buscar evidencias de rellenos

superficiales ya sea recientes o antiguos. También se investigara si existen antecedentes de grietas profundas en el predio o de cimentaciones que hayan sido abandonadas al demoler construcciones anteriores.

2) Cuatro sondeos mixtos (SM): combinación de muestreo inalterado con tubo shelby de 10 cm de diámetro hincado a presión y accionado a rotación, con muestreo alterado de penetración estándar.

3) Dos sondeos de penetración estándar (SP): consiste en utilizar un penetrómetro estándar (tubo de 80 x 6 cm), el cual es función del número de golpes necesarios para penetrar 30 cm. Nos permite conocer de una manera tosca características como son la compacidad y el ángulo de fricción en arenas y por otro lado la resistencia a la compresión simple en arcillas; obteniendo buenos resultados pero no suficientes para realizar un proyecto.

*Cuando en mecánica de suelos se habla de muestreo inalterado, debe entenderse que son muestras en las cuales se atenúa lo más que se puede la alteración de sus propiedades.

4) Tres sondeos con cono estático (SC): consiste en hincar un penetrómetro de punta cónica de 4.1 cm de diámetro y 14 cm de longitud, velocidad de hincado de 0.5 cm/s, registrando sus valores medios de resistencia de punta y fricción lateral; relacionándolos con su profundidad.

5) Ocho pozos a cielo abierto (P): consiste en excavar no a grandes profundidades para labrar muestras ya sea alteradas o inalteradas, protegiéndolas con parafina o frascos y así evitar la pérdida de humedad de las mismas.

6) Dos estaciones piezométricas (EP): nos permite medir la presión del suelo en un punto determinado a una profundidad determinada, consistiendo en un tubo con extremo inferior poroso a la profundidad deseada, el cual se basa en la diferencia de niveles, fundamentándose en el principio de vasos comunicantes.

La longitud explorada, profundidad del nivel freático y la elevación del brocal en sondeos y pozos se muestra en la figura 2.2.

SONDEO O POZO	ELEVACION BROCAL	LONGITUD (M)	PROF. N.F. (M)
SM-1	9.80	34.70	1.60
SP-2	9.90	25.00	1.50
SC-3	9.60	22.60	
SC-4	9.80	25.00	
SM-5	9.90	35.05	1.30
SC-6	9.90	22.40	
SP-7	10.00	24.85	1.60
SM-8	9.90	27.15	1.75
SM-9	10.00	35.40	1.50
P-1	10.00	2.00	1.55
P-2	10.00	2.00	1.20
P-3	9.80	2.00	1.20
P-4	10.00	2.00	1.70
P-5	10.00	2.05	1.70
P-6	10.00	2.00	1.20
P-7	9.90	2.00	1.20
P-8	10.00	2.00	1.70

FIG. 2.2

II.II PRUEBAS REALIZADAS

De las muestras recuperadas se determinaron propiedades como son:

- contenido de agua (w_i)
- límites de consistencia
- composición granulométrica
- resistencia al corte
- módulo dinámico de rigidez
- compresibilidad
- densidad de sólidos (S_s)
- relación de vacíos (e)
- peso volumétrico (γ_m)
- grado de saturación (G)

A continuación se exponen y grafican algunas de las propiedades antes mencionadas (fig. 2.3 a 2.8), que nos ayudan a definir una estratigrafía característica del suelo de la región estudiada (fig. 2.9)

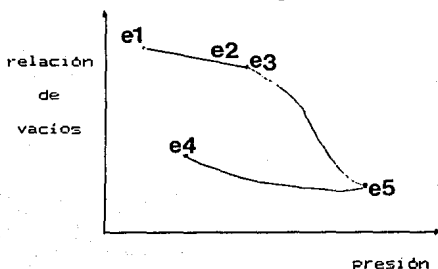
RELACION DE VACIOS

Es la relación entre el volumen de vacíos y el volumen de sólidos de un suelo. Sus valores oscilan entre 0.25 (arenas muy compactas con finos) y 15 (arcillas altamente compresibles). Dichos valores suelen obtenerse para diferentes estados del suelo sometido a diversas presiones en la prueba de consolidación unidimensional, obteniendo así una curva en la que el eje de las abscisas es la presión aplicada y el de las ordenadas es la relación de vacíos existente. De las curvas de compresibilidad resultantes de las pruebas de consolidación unidimensional realizadas para el proyecto estudiado, se seleccionaron y graficaron en la fig. 2.3. cinco estados del suelo representativos los cuales son:

- e1.- Estado del suelo en condiciones iniciales
- e2.- Estado del suelo al aplicar una carga de 3.8 ton/m² (carga viva + carga muerta de intensidad máxima de proyecto sin incluir peso propio de la cimentación).
- e3.- Estado mínimo de recompresión del suelo

e5.- Estado del suelo con cargas no soportadas anteriormente (final de la rama virgen) en el momento previo a su descarga.

e4.- Estado final de descarga.



CURVA DE COMPRESIBILIDAD

Observando la figura 2.3 al comparar los estados del suelo e2 y e3 podemos apreciar que el estado e3 es un poco menor al estado e2, alcanzando este último seguramente valores menores a los del estado e3 si incrementáramos la carga de 3.8 ton/m² al incluir el peso propio de la cimentación. Esto produciría deformaciones excesivas al alcanzar valores de carga no soportados por el suelo anteriormente.

RELACION DE VACIOS CONTRA SU PROFUNDIDAD

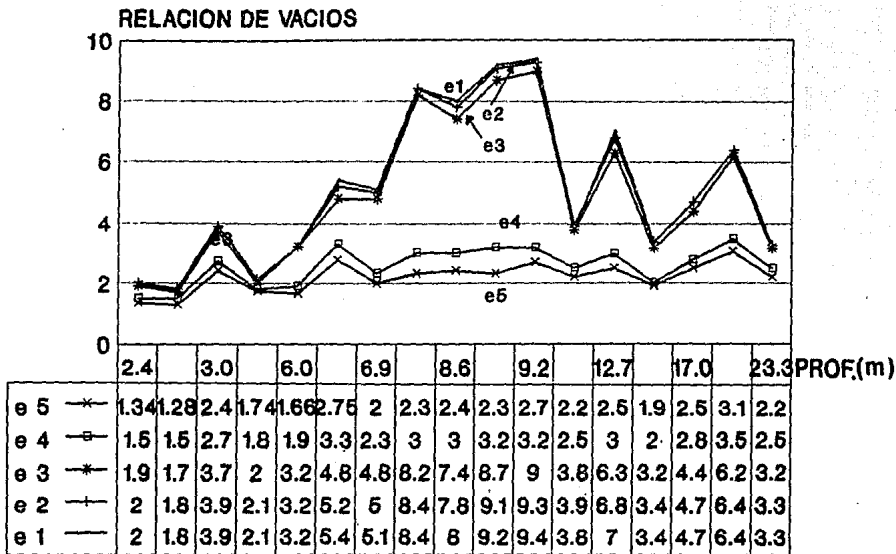


FIGURA 2.3

CONTENIDO DE AGUA

También conocido como humedad del suelo y es la relación entre el peso del agua contenida en el mismo y el peso de su fase sólida, acostumbrando el expresarlo en porcentaje. Esta propiedad se grafica en la figura 2.4, la cual nos permite conocer que para las condiciones iniciales del suelo, este último está mas consolidado en el estrato superior, después en los inferiores y por último en los intermedios, los cuales aún conservan altos porcentajes de contenido de agua; aunque también podemos observar bajos porcentajes en algunos estratos intermedios (a los 6 y a los 10 m de profundidad aproximadamente) permitiéndonos el detectar la presencia de capas o lentes de arena a dichas profundidades.

CONTENIDO DE AGUA CONTRA SU PROFUNDIDAD

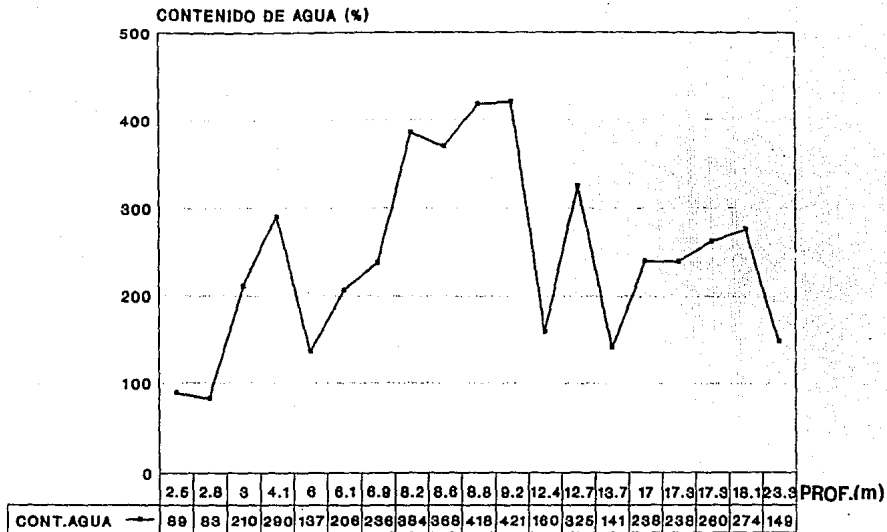


FIGURA 2.4

NUMERO DE GOLPES PARA PENETRAR 30 CM USANDO
PENETROMETRO ESTANDAR.

Se eligió el graficar este parámetro en la figura 2.5, debido a que nos permite conocer la consistencia de los suelos estudiados, siendo blanda en las arcillas que van de los 0 a los 23 m de profundidad, coincidiendo en gran parte con aquellos estratos en donde existen altos porcentajes de contenido de agua. En estratos mas allá de los 23 m de profundidad, podemos hablar de arenas de una consistencia dura y con un ángulo de fricción que va de los 32 a los 42 grados (valores deducidos de graficas existentes que correlacionan al ángulo de fricción en arenas y suelos friccionantes con el número de golpes para penetrar 30 cm en pruebas de penetración estándar).

DE GOLPES PARA PENETRAR 30 CM PRUEBA DE PENETRACION ESTANDAR

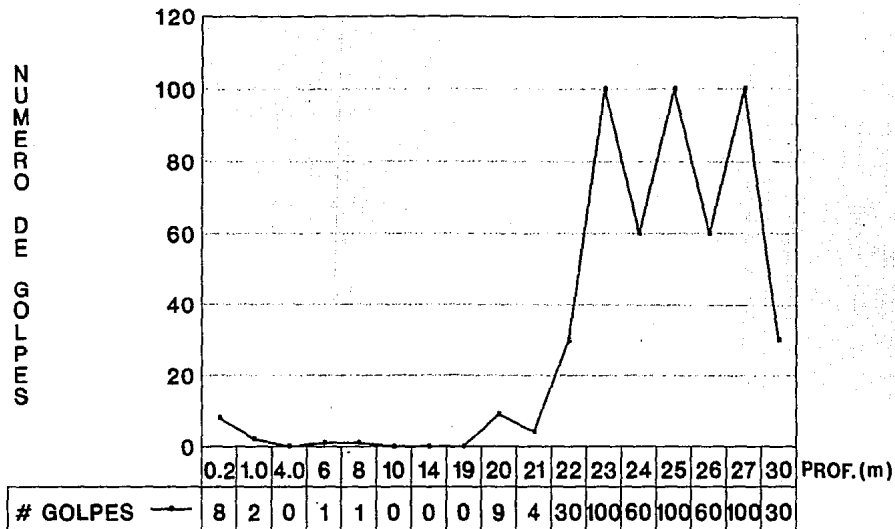


FIGURA 2.5

ESFUERZOS AXIALES DE FALLA Y DE RESISTENCIA AL CORTE

Las pruebas de compresión triaxial tienen por objeto el determinar características de esfuerzo y resistencia de los suelos, se aplican distintos esfuerzos confinantes sobre una muestra cilíndrica del suelo estudiado por presión de un líquido que lo rodea y se hace variar mediante un vástago el esfuerzo axial al incrementarlo y llevando la muestra a la falla.

En las figuras 2.6 y 2.7 se graficarán los esfuerzos axiales y cortantes respectivamente contra su profundidad.

Podemos observar que a menor consolidación del suelo (cuando existen % de agua mayores - fig.2.4), menor es la capacidad de resistencia al corte y al esfuerzo axial del suelo. Por ejemplo en los estratos que se encuentran de 7 a 12 m de profundidad es donde se encuentran los % de contenido de agua mayores (menor consolidación) y por consecuencia es el rango donde las gráficas presentan valores con capacidad al esfuerzo cortante y axial mínimos.

En su mayoría nuestro suelo estudiado está formado por arcillas, no existiendo ángulo de fricción, en la figura 2.8 se grafica la cohesión contra la profundidad en la misma podemos observar que la curva tiene el mismo comportamiento que la resistencia al esfuerzo cortante del suelo, comprobándose la ley de Coulomb.

$S=C$, donde

S es la resistencia al esfuerzo cortante

C es la cohesión

ESFUERZOS AXIALES DE FALLA CON DIFERENTES ESF. DE CONFINAMIENTO

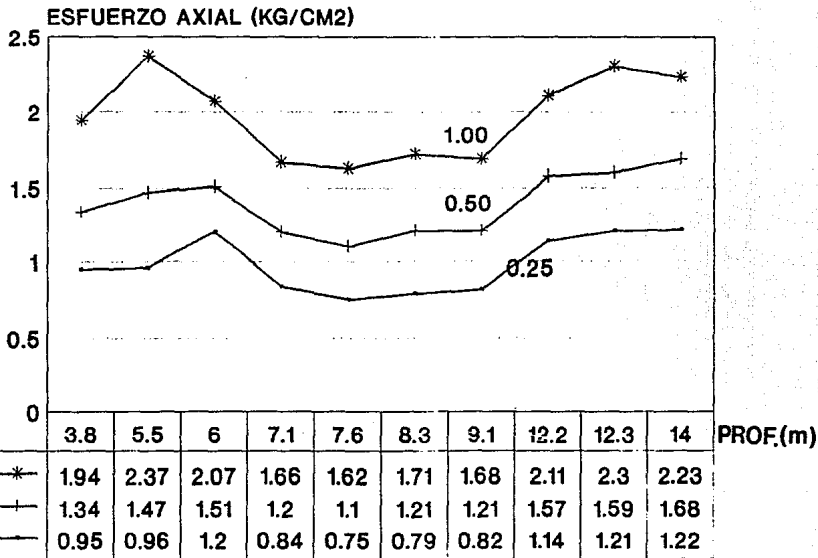


FIGURA 2.6

RESISTENCIA AL CORTE CON DIFERENTES ESF. DE CONFINAMIENTO

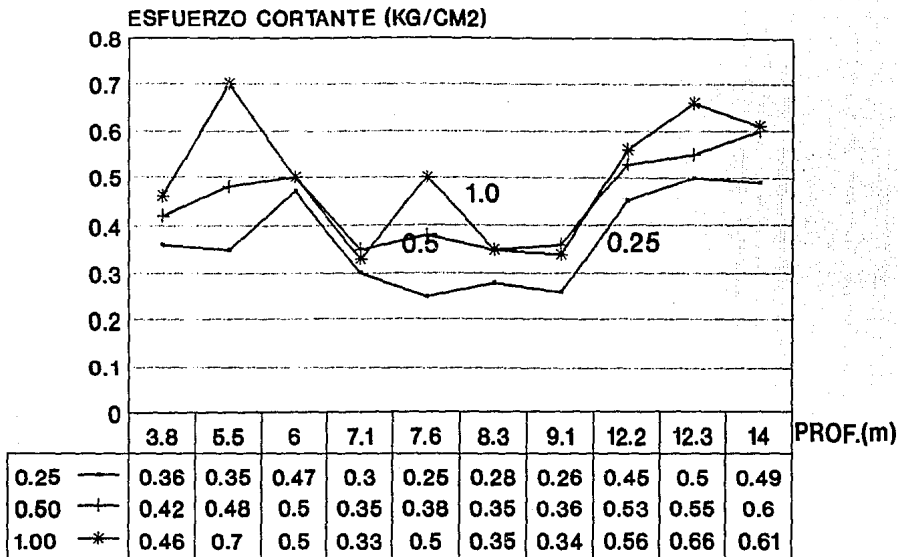


FIGURA 2.7

COHESION CONTRA SU PROFUNDIDAD

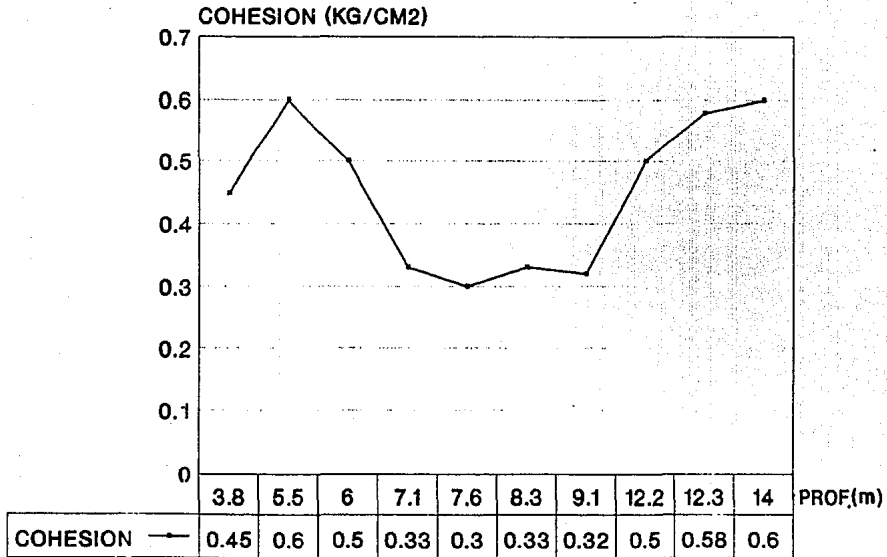


FIGURA 2.8

ESTRATIGRAFIA GENERAL DEL AREA ESTUDIADA

PROF.

1 M	RELLENOS ▼
1.2 M	SUELOS ARCILLOSOS CAFE Y GRIS OSCURO
5.2 M	CAPA DE ARENA VOLCANICA $W_i=25$ $S=2.5$ $m=1.2$ KG/CM ²
10.2 M	<div style="display: flex; justify-content: space-between;"> <div style="width: 60%;"> <p style="text-align: center;">ARCILLA LACUSTRE</p> </div> <div style="width: 35%;"> <p style="text-align: center;">$S=2.3$ $W_i=137-326$ $e_i=3.28-5.19$ $G_i=100$ $m=1.2$ KG/CM²</p> </div> </div>
10.8 M	CAPA DE ARENA $W_i=25$ $S=2.5$ $m=1.2$
23.3 M	<div style="display: flex; justify-content: space-between;"> <div style="width: 60%;"> <p style="text-align: center;">CONSISTENCIA BLANDA A FIRME</p> <p style="text-align: center;">CONSISTENCIA FIRME A DURA</p> </div> <div style="width: 35%;"> <p style="text-align: center;">ARCILLA</p> <p style="text-align: center;">$W_i=160-274$ $e_i=2.49-4.7$ $S_p=2.41$ $G_i=100$ $m=1.2$ KG/CM²</p> </div> </div>
35.4 M	<p style="text-align: center;">ARENAS LIMOSAS Y ARCILLOSAS $W_i=30$</p> <p style="text-align: center;">Y LIMOS ARCILLOSOS COMPACTOS</p> <p style="text-align: center;">(CAPA DURA)</p>

FIG. 2.9

III.-ANALISIS DE LA CIMENTACION

III.I NOTA PRELIMINAR

La capacidad de carga de un suelo es la máxima carga que puede aplicarse en el terreno, sin producir falla por esfuerzo cortante ni por deformaciones excesivas del mismo.

Se han desarrollado teorías que han servido de punto de partida para resolver el problema de la capacidad de carga en los suelos, las cuales se resumen a continuación:

Teoría de la Elasticidad

Hipótesis

- El medio es elástico lineal
- El medio es continuo
- El medio es homogéneo
- El medio es isótropo
- El medio es seminfinito
- Las deformaciones son instantáneas

Teoría de la Plasticidad

Hipótesis

- El medio es rígido plástico
- El medio es homogéneo
- El medio es isótropo

- El medio es continuo
- El medio es seminfinito
- Las deformaciones son instantáneas
- Cuando falla el cuerpo lo hace rigidamente

Dichas teorías están fundamentadas en las matemáticas aplicadas y en la mecánica del medio continuo, en base a estos se han desarrollado otras teorías, tomando en cuenta la observación y el empirismo, pero debemos tener siempre en primer lugar tanto en el diseño de la cimentación como en su construcción el criterio del ingeniero, ya que no se puede confiar únicamente en el resultado de una fórmula aplicada.

III.II SELECCION DEL TIPO DE CIMENTACION

Para calcular la capacidad de carga en un suelo existen diversos factores como son la cohesión, ángulo de fricción interna, profundidad de desplante, nivel freático y presiones en el suelo, entre otros que afectan directamente. Dicho cálculo dependerá del tipo de cimentación a utilizar, ya sea zapatas, cajones, pilotes de fricción o pilotes de punta; y para la selección de la misma se tomaron en cuenta los siguientes puntos:

- El terreno está sometido a hundimientos regionales de 3 cm por año en promedio, debido a la intensa y prolongada explotación de mantos acuíferos.
- El suelo es arcilloso, compresible y de baja resistencia al corte, principalmente en los estratos que van de los 0 m a los 20 m de profundidad.
- Utilización de rellenos en cajones de cimentación de edificios que existían anteriormente en el mismo terreno, dando heterogeneidad al suelo.
- Existencia del manto resistente a los 23.3 m aproximadamente.
- Existencia de grandes claros en la estructura (10.98m).

Para evitar hundimientos diferenciales mayores a los permisibles y posibles fallas de la estructura por lo mismo, tener uniformidad, rigidez y estabilidad en la estructura, se optó por una cimentación con pilotes de punta precolados de concreto reforzado, apoyados en el manto resistente a 23.3 m de profundidad aproximadamente.

III.III CALCULO DE LA CAPACIDAD DE CARGA

En base a lo anterior el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal de acuerdo a las Normas Técnicas Complementarias para el Diseño y Construcción

de Cimentaciones, calcula la capacidad de carga en pilotes para suelos friccionantes con la siguiente expresi3n:

$$C_p = (p_{ve} N_q * FR + p_v) A_p - p \ l \ f_n$$

donde:

C_p ; capacidad de carga por punta en ton (por pilote).

A_p ; 3rea transversal del pilote en m²



$$A = (\pi) (B) (B) / 4$$

B ; di3metro del pilote

p_v ; presi3n vertical total debida al peso del suelo a la profundidad de desplante del pilote (fig. 3.1)

p_v a 25 m =35 ton/m

p_v a 30 m =43.5 ton/m

p_{ve} ;presi3n vertical efectiva a la profundidad de desplante del pilote (fig. 3.1)

p_{ve} a 25m =16.5 ton/m

p_{ve} a 30m =23.5 ton/m

θ ; 3ngulo de fricci3n interna que se obtiene a partir de la correlaci3n entre N (n3mero de golpes para 30 cm de penetraci3n estandar) y

\emptyset . De la figura 2.5 del capítulo anterior podemos tomar para el número de golpes un valor de 60, cuyo valor correspondiente para es de 38 grados.

Nq^* ; coeficiente de capacidad de carga que depende del ángulo de fricción interna (\emptyset) del suelo de apoyo, del diámetro del pilote y de la longitud empotrada del pilote (Le) en el estrato resistente.

$$Nq^* = N_{min} + Le(N_{max} - N_{min}) / 4B \tan (45^\circ + \emptyset/2)$$

$$\text{si } Le/B \leq 4 \tan (45^\circ + \emptyset/2)$$

$$Nq^* = N_{max}.$$

$$\text{si } Le/B > 4 \tan (45^\circ + \emptyset/2)$$

	20°	25°	30°	35°	40°
N_{max} .	12.5	26	55	132	350
N_{min} .	7	11.5	20	39	78

interpolando para un ángulo de fricción de 38°, N_{max} . tendrá un valor de 261 y N_{min} . valdrá 61.

FR ; factor de resistencia relativo a la capacidad de carga, que para pilotes apoyados en un manto resistente ya sea en la zona del lago o en la zona de transición de la Ciudad de México

tiene el valor de 0.35.

P ;perimetro de la sección del pilote en m ; que será igual a $(\pi)(B)$.

l ; longitud efectiva del tramo del pilote en contacto con los suelos compresibles; su valor será tomado=19m.

DF; profundidad de desplante, se evaluará a 25m y a 30 m.

D ; diámetro, se tomarán los valores de 0.4 m, 0.45 m. y 0.5 m.

Fn; fricción unitaria promedio en el tramo de pilote en contacto con los suelos compresibles y esta será tomada con un valor de 2.5 ton/m ya que es un valor promedio en suelos de la zona.

Le; longitud de empotramiento en el estrato resistente, con valores de 1.5 m y de 1.6 m para profundidades de desplante de 25 y 30 m respectivamente.

Con todos los datos anteriores se elaboró la tabla de la figura 3.3 con diferentes diámetros y longitudes de empotramiento, obteniendo así diferentes valores de capacidad de carga como posibles alternativas. Finalmente se eligió la opción de 0.5 m de

diámetro empotrado 1.6 m en el estrato resistente ya que es el que da como resultado una capacidad de carga mayor a los demás, disminuyendo en gran parte el número de pilotes a utilizar.

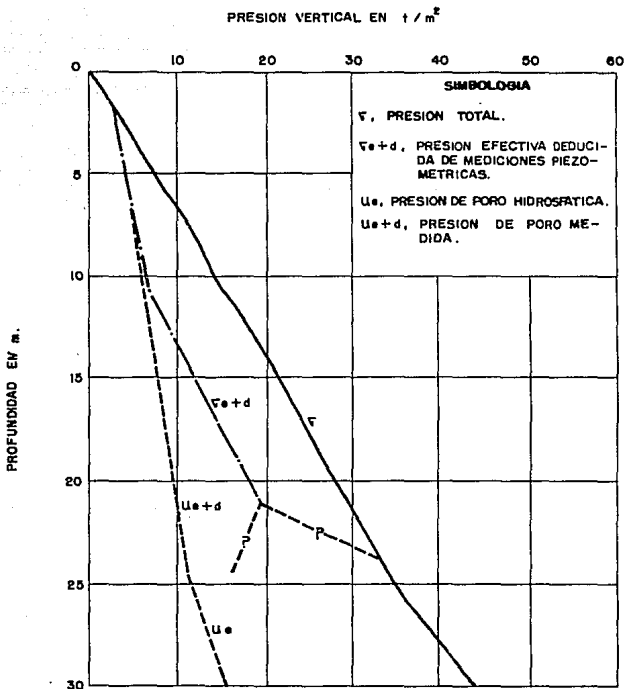


FIG. 3.1 DISTRIBUCION DE PRESIONES EN EL SUBSUELO.

CALCULO DE LA CAPACIDAD DE CARGA
PARA DIFERENTES DIAMETROS Y DESPLANTADOS A 25 Y 30 M.

DIAM P	PVe TON/M2	Le/B	ATAN 64	Le/B MENOR	Le/B MAYOR	Nq	FR	PV TON/M2	Ap M2	p M	i M	fm TON/M2	PVeNqFR	pfn	Cp TON
0.40	16.50	3.75	8.20	152.45	261.00	152.45	0.35	35.00	0.13	1.26	19.00	2.50	630.40	59.69	55.34
0.45	16.50	3.33	8.20	142.29	261.00	142.29	0.35	35.00	0.16	1.41	19.00	2.50	621.72	67.15	69.10
0.50	16.50	3.00	8.20	134.16	261.00	134.16	0.35	35.00	0.20	1.57	19.00	2.50	774.77	74.61	84.39
0.40	23.50	4.00	8.20	158.55	261.00	158.55	0.35	43.50	0.13	1.26	19.00	2.50	1,304.05	59.69	109.65
0.45	23.50	3.56	8.20	147.71	261.00	147.71	0.35	43.50	0.16	1.41	19.00	2.50	1,214.90	67.15	132.99
0.50	23.50	3.20	8.20	139.04	261.00	139.04	0.35	43.50	0.20	1.57	19.00	2.50	1,143.58	74.61	159.47

FIG. 3.3

IV.-DISEÑO ESTRUCTURAL

IV.I NOTA PRELIMINAR

El Diseño Estructural es una de las actividades de mayor importancia dentro de la realización de un proyecto, ya que ayuda a determinar forma, dimensiones y otras características de la estructura para satisfacer las necesidades de la misma, absorbiendo todas aquellas solicitaciones que se presenten durante la existencia de la misma.

Al hablar de diseño estructural, no se puede hablar de uno solo dentro de un proyecto, ya que este proceso es repetitivo dentro del mismo, hasta llegar a un equilibrio entre las características del material, la economía, las necesidades del cliente y algunos aspectos arquitectónicos.

Como ya se mencionó en el capítulo anterior, la cimentación del edificio estudiado consta de pilotes de punta apoyados sobre el manto resistente a 30 metros de profundidad, los cuales van ligados a la estructura por dados de concreto reforzado que transmiten las cargas a los pilotes y están ligados superficialmente por trabes que ayudan a dar rigidez a la cimentación y que forman una retícula que permite disminuir las áreas de los tableros de las losas.

Cabe mencionar que dichas trabes de liga que se mencionan, son diseñadas como tales y no como contratraves; su función es rigidizar la cimentación para reducir los hundimientos diferenciales permanentes, cabe mencionar que no se consideraron subpresiones sobre las trabes de liga.

En la fig. 4.1 se presenta una vista de planta del edificio con las correspondientes cargas que transmite la estructura, teniendo un área total de 3,014 metros cuadrados, con una carga total de 11,466 ton. (sin incluir el peso propio de la cimentación). En base a la distribución de cargas de la figura 4.1, se propuso la distribución de pilotes de la figura 4.2.

IV.II DISEÑO ESTRUCTURAL DE PILOTES

Los pilotes serán precolados, apoyados sobre el manto resistente a 30 metros de profundidad, con perforación previa, hincados a percusión con un diámetro de 50 cm, su fabricación será en el lugar, por lo que estará sometido a los siguientes tipos de esfuerzos:

- A) esfuerzos de manejo
- B) esfuerzos dinámicos durante el hincado
- C) esfuerzos por carga axial, incluyendo flexión producida por una excentricidad accidental.

El armado de proyecto de los pilotes, se muestra en la figura 4.3, por lo que procedemos a la revisión del mismo.

A) Esfuerzos de manejo: este tipo de esfuerzos producen flexiones a lo largo del pilote y se presentan en el momento de sacar al mismo de su molde (después de fabricarlo), al transportarlo al lugar de hincado y durante el izaje previo al mismo; considerando como carga solo al peso propio del pilote; los momentos a que está sujeto el pilote son los indicados en la figura 4.4

$$PoPo \text{ pilote} = (\text{vol. pilote})(\text{peso vol. concreto})$$

$$PoPo \text{ pilote} = (\pi D^2 / 4 * \text{long. pilote})(2.2 \text{ ton/m})$$

$$PoPo \text{ pilote} = 12.4256 \text{ ton.}$$

$$M \text{ max}(+) = 19.853 \text{ ton} \times m$$

$$M \text{ max}(-) = 11.166 \text{ ton} \times m$$

A.1) Revisión por flexión del armado del pilote

8 vars. #8

$$f'c = 250 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_c = 200 \text{ kg/cm}^2$$

A_s = área de acero que trabaja a tensión

$$A_s = 4 \text{ varillas del } \#8 = 20.28 \text{ cm}^2$$

$$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$FR = 0.8$$

y = distancia vertical del eje al centroide

$$y = 4r/3\pi = 10.61 \text{ cm}$$

$$d = \text{peralte efectivo de la sección} = r + y = 35.61 \text{ cm}$$

Estableciendo un estado de deformaciones, y además que la sección se encuentre en equilibrio (fuerzas de compresión = fuerzas de tensión), calculamos el momento de las fuerzas internas con respecto a un eje cualquiera, así encontramos el momento resistente de flexión de la sección.

T = fuerzas de tensión

C = fuerzas de compresión

$$T = C$$

$$T = A_s f_y$$

$$T = (20.28 \text{ cm}^2)(4200 \text{ kg/cm}^2) = 85.176 \text{ ton.}$$

$$C = f'_c \times A_c$$

A_c = Área de la sección a compresión

$$A_c = 85.176 \text{ ton}/0.250 \text{ ton/cm}^2$$

$$A_c = 340.704 \text{ cm}^2$$

De la fig. 4.5 :

Asc = área del segmento de círculo

$$A_{sc} = r^2 (\theta - \sin \theta \times \cos \theta)$$

siendo $A_{sc} = 340.704 \text{ cm}^2$, $r = 25 \text{ cm}$ y tomando θ en radianes, realizando tanteos obtenemos:

$\theta = 57.3$ grados, de donde por trigonometría:

$$a = 11.49 \text{ cm}$$

$$b = 42.07 \text{ cm}$$

Usando NTC:

$$\mu = FR A_s f_y (d - a/2)$$

$$\mu = (0.8) (20.28 \text{ cm}^2) (4200 \text{ kg/cm}^2) (35.61 \text{ cm} - 11.49/2)$$

$$\mu = 20.35 \text{ ton} \times \text{m}$$

20.35 ton x m es mayor a 19.85 ton x m

por lo tanto satisfacemos esta condición con nuestro armado.

A.2) Revisión por cortante:

$$FR = 0.8$$

$$f^*c = 200 \text{ kg/cm}^2$$

$$A_s = 40.56 \text{ cm}^2$$

$$A \text{ sección} = 1963.5 \text{ cm}^2$$

$$p = \text{porcentaje de acero} = 2\%$$

por lo tanto según NTC:

$$V_{cr} = 0.5 FR (A \text{ sección}) f^*c$$

$$V_{cr} = (0.5)(0.8)(1963.5)(14.14)$$

$$V_{cr} = 11.105 \text{ ton.}$$

comparando con cortante de fig. 4.4

V_{cr} es mayor que V actuante, por lo que requiere un refuerzo mínimo por tensión diagonal:

vars.#2 a cada 1/2 peralte efectivo, el cual se satisface con el zuncho del #3 a cada 12.5 en extremos y a cada 25 en sección intermedia.

A.3) Revisión de corbata para el manejo del pilote:

El manejo del pilote debe ser cuando el concreto alcance el 75% de su resistencia especificada, siendo un curado a vapor, esto se traduce a 2 días aproximadamente. El detalle de proyecto de la corbata consiste en 4 varillas del # 3 en paquete, con una longitud de anclaje de 1.5 m., como se muestra en la figura 4.6. Procediendo a su revisión, tenemos:

L_d = longitud de desarrollo, para que una barra a tensión se ancle, desarrollando su esfuerzo de fluencia.

FI = factor de incremento, debido a que las barras se encuentran formando un paquete.

db = diámetro de la barra

$L_d = FI(0.06)(A_s f_y) / f'_c$, debiendo ser mayor a:
 $(0.006)(d_b)(f_y)$

$L_d = 1.2(0.06)(0.71 \text{ cm}^2)(4200 \text{ kg/cm}^2) / 250 \text{ kg/cm}^2$

$L_d = 13.6 \text{ cm}$, pero $(.006)(d_b)(f_y) = 24 \text{ cm}$

por lo tanto $L_d = 24 \text{ cm}$; con el refuerzo de proyecto satisfacemos esta condición.

B) Esfuerzos dinámicos durante el hincado:

El golpe del martinete es de 45,000 lb/ft² siendo igual a 23.2 kg/cm², aceptándose que este esfuerzo dinámico daña al pilote solo en su parte superior, se absorben dichos esfuerzos con una longitud adicional en el pilote, la cual debe demolerse después del hincado.

C) Esfuerzos por carga axial, incluyendo flexión producida por excentricidad accidental:

$P_u = \text{carga axial última} = 1.1 \times \text{carga de diseño por pilote}$

carga de diseño por pilote = 157 ton.

$P_u = (1.1)(157 \text{ ton}) = 172.7 \text{ ton.}$

$f'_c = 0.85 f'_c = 170 \text{ kg/cm}^2$

FR = factor de resistencia = 0.85

A_s = Area total de refuerzo

A_t = Area total de la sección = 1963 cm²

p = porcentaje de acero = $(q)(f'_c)/(f_y)$

q = valor obtenido con K y e/D de fig. 4.7

D = diámetro de la columna

e = excentricidad = $D/10 = 5$ cm

$K = P_u / (FR)(D^2)(f'_c)$

$K = (172,700 \text{ kg}) / (0.85)(170 \text{ kg/cm}^2)(2500 \text{ cm}^2)$

$K = 0.478$

$e/D = 0.1$

por lo tanto de fig. 4.7 $q = 0.1$

resultando $p = 0.004$, según NTC, p no debe ser menor al 1%, por lo que tomaremos este último:

$A_s = (0.01)(A_t) = 19.6 \text{ cm}^2$, tenemos 40.56 cm² de acero de proyecto, por lo tanto satisfacemos esta condición.

Según NTC, en el refuerzo helicoidal, el claro entre 2 vueltas consecutivas, no debe ser mayor de 7 cm. En el proyecto se indican 12.5 cm y 25 cm de separación entre 2 vueltas consecutivas, por lo que se sale de esta norma, se hace caso omiso de la misma debido a que no se presenta pandeo en el pilote, ya que trabaja como columna corta.

IV.II DISEÑO ESTRUCTURAL DEL DADO

Se justificará el armado de un solo tipo de dado, ya que todos fueron diseñados bajo el mismo criterio, se seleccionó el dado ubicado en el cruce de ejes CL-3L con una carga de la estructura de 414.5 ton (ver figura 4.1). A continuación se calculará el peso propio de la cimentación, el cual aún no ha sido tomado en cuenta.

Tomando dimensiones de figuras 4.7, 4.8 y 4.9, considerando un peso volumétrico del concreto de 2.4 ton/m³ tenemos:

PoPo del dado = 49 ton

PoPo de trabes (área tributaria) = 25.3 ton

PoPo de losa (área tributaria) = 28.9 ton

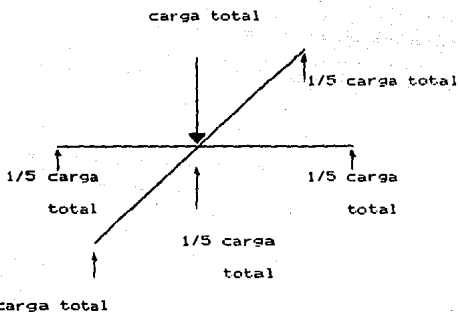
Siendo la suma de estos = 103,2 ton , y multiplicando por FR=1.4, tenemos una carga de 144.8 ton ; la cual se sumará con la carga que nos transmite la estructura:

Carga total = 414.5 + 144.48 = 558.98 ton

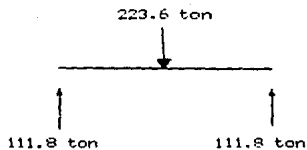
A) Revisión del armado del dado por flexión:

Considerando que la carga total se transmite uniformemente a cada pilote, basta con dividir entre 5 pilotes la misma para saber la fuerza de reacción de

cada uno de ellos. En sí la transmisión de las cargas a dicho dado es de la siguiente manera:



Dado el esquema mostrado, se revisará el dado, considerando que son 2 vigas cruzadas entre sí las que ligan a los pilotes.



Para flexión, nuestra sección crítica es el paño de la columna, teniendo según figura 4.8 un brazo de palanca que va del centro de pilotes extremos al paño de la columna igual a 1.37 m, por lo que el momento en

la sección crítica es:

$$M = (111.8)(1.37) = 153.17 \text{ ton} \times \text{m}$$

Calculando por otro lado:

$$MR = FR bd^2 r''c q (1 - 0.5 q)$$

$$FR = 0.9$$

$$b = 0.76$$

$$d = 0.76$$

$$r''c = 170 \text{ kg/cm}^2$$

$$q = p f_y / r''c$$

$$q = (0.0109)(4200 \text{ kg/cm}^2) / (170 \text{ kg/cm}^2) = 0.269$$

$$p = A_s' A_t$$

$$p = (12.5 \text{ vars})(5.07) / 76 \text{ cm} \times 76 \text{ cm} = 0.0109$$

sustituyendo todos los valores:

$$MR = 156.37 \text{ ton} \times \text{m}$$

de donde:

$$MR > M \text{ actuante}$$

$$156.37 \text{ ton} \times \text{m} > 153.17 \text{ ton} \times \text{m}$$

revisando Acero mínimo:

$$A_s \text{ min} = 0.7 \sqrt{f''c} \text{ bd} / f_y = 15.2 \text{ cm}^2$$

$$A_s \text{ min} < A_s \text{ proyecto}$$

B) Revisión por cortante:

De Normas Técnicas Complementarias, tenemos que :

$$V_{CR} = 0.5 FR bd \sqrt{f''c}$$

Calculando:

$$V_{CR} = (0.5)(0.8)(327 \text{ cm})(76 \text{ cm})(\sqrt{200 \text{ kg/cm}^2})$$

$V_{CR} = 140.5 \text{ ton}$

como $L/h = 2.47/0.80 = 3 < 4$

por lo tanto afectaremos por factor:

$$(3.5 - (2.5)(M/Vd)) > 1$$

$M = 185 \text{ ton}$

$V = 414 \text{ ton}$

$d = 0.76$

sustituyendo, el factor resulta = 2.03

$V_{CR} \text{ afectado} = (2.03)(140.5 \text{ ton}) = 285.2 \text{ ton}$

$V_{CR} < V \text{ actuante}$

$285.2 \text{ ton} < 414 \text{ ton}$

por lo tanto se absorberá con estribos transversales

$$S = FR Av Fy d (\text{sen } \theta + \text{cos } \theta) / (Vu - V_{CR})$$

donde:

$FR = 0.8$

$Av = \text{área transversal de estribo en s, siendo}$

estribos del #8 = 10.14 cm^2

$d = \text{peralte de la sección} = 76 \text{ cm}$

$Vu = 414,000 \text{ kg}$

$V_{CR} = 285,215 \text{ kg}$

$S = 20.1 \text{ cm}$

C) Revisión por punzonamiento:

La sección crítica será a $1/2$ peralte del paño (40 cm).

por lo tanto el área crítica = $(1.56)(4)(0.8)$

área crítica = 4.99 m²

sabiendo que el V. que tiende a penetrar=447.18 ton
por lo tanto el esf. actuante en las caras de la
sección crítica será:

$$\text{esf.V} = 447.18 / 4.99$$

$$\text{esf.V} = 8.96 \text{ kg/cm}^2$$

debemos incrementar este cortante actuante por el
cortante que produce el momento sísmico, y este se
obtiene de la siguiente manera:

V_i = cortante de incremento

$$V_i = (\alpha)(M \text{ sísmico})(CAB)/Jc \quad \text{---1}$$

donde:

$$M \text{ sísmico} = 18'500,000 \text{ kg} \times \text{cm}$$

CAB = dist. de eje columna a paño sección crítica

$$CAB = 78 \text{ cm}$$

α = coeficiente de incremento

$$\alpha = 1 - 1 / (1 + 0.67((c_1 + d)/(c_2 + d))^{1/2})$$

$$c_1 + d = \text{ancho de la sección crítica} = 152 \text{ cm}$$

$$c_2 + d = \text{largo de la sección crítica} = 152 \text{ cm}$$

$$d = \text{peralte efectivo} = 76 \text{ cm}$$

$$\text{sustituyendo; } \alpha = 0.401$$

Jc = momento polar de inercia

$$Jc = d(c_1 + d)^3/6 + (c_1 + d)d^3/6 + d(c_2 + d)(c_1 + d)^2/2$$

de igual manera se sustituyen los valores:

$$Jc = 418'490,453 \text{ cm}^4$$

ya con todos los datos podemos sustituir en la ec. 1

por lo tanto:

$$V_i = 1.38 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{de NTC VR} = FR \sqrt{f_c} = 11.3 \text{ Kg/cm}^2$$

comparando:

$$11.3 \text{ kg/cm}^2 > 8.96 \text{ kg/cm}^2 + 1.38 \text{ kg/cm}^2$$

$$11.3 \text{ kg/cm}^2 > 10.34 \text{ kg/cm}^2$$

por lo tanto nuestra sección no fallará por punzonamiento.

Como se puede observar en la figura 4.8, existen columpios de varillas del número 8, los cuales a parte de absorber el cortante en la unión zapata - trabe, ya que es un cambio brusco de sección, sirven para anclar a compresión el acero proveniente de las trabes y para una mejor transmisión de descarga estructura - pilotes.

**CARGAS TRANSMITIDAS POR LA ESTRUCTURA A LA
CIMENTACION**

	1L	2L	3L	4L	5L	6L
AL	150.43	250.3	250.3	250.3	250.3	150.43
BL	267.9	434.8	472.7	472.7	434.8	267.9
CL	267.9	434.8	414.5	318.4	376.6	267.9
DL	267.9	434.8	336.6	280.5	376.6	267.9
EL	267.9	434.8	472.7	472.7	434.8	267.9
FL	150.43	250.3	288.2	288.2	250.3	150.43

FIGURA 4.1

DISTRIBUCION DE PILOTES

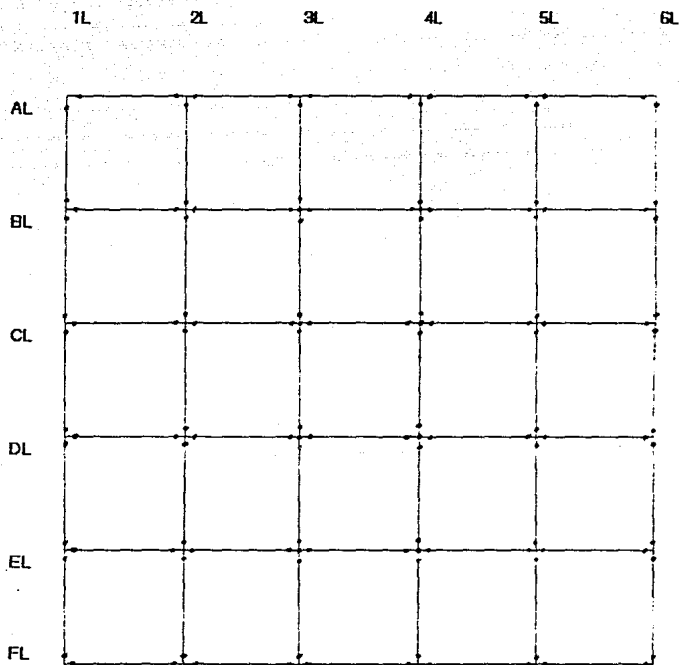
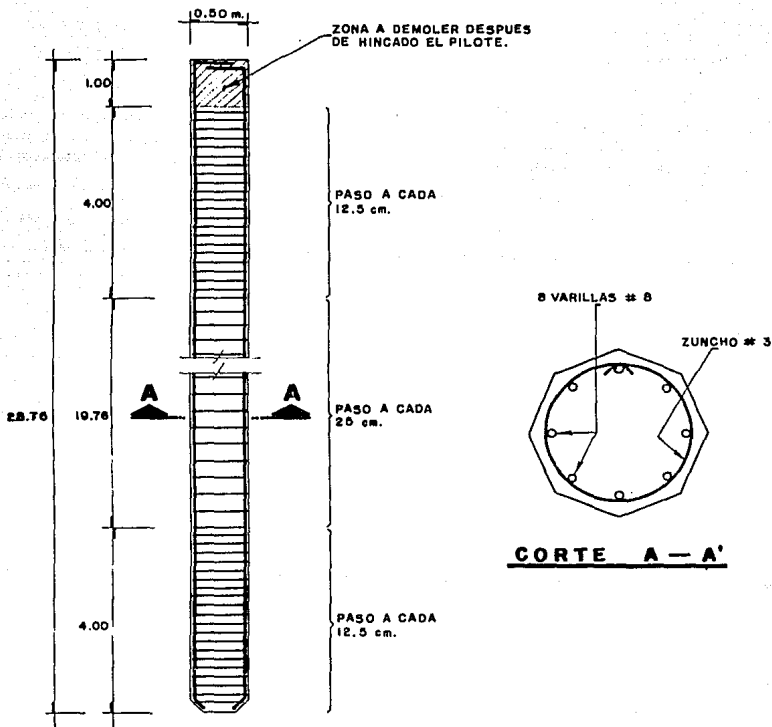


FIGURA 4.2



DETALLE DE PILOTE

FIGURA 4.3

$W = 0.432 \text{ TON/M}$

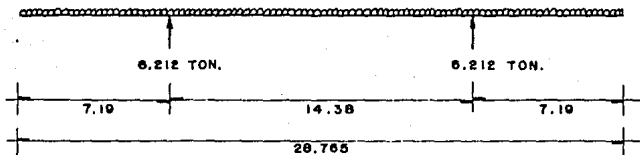


DIAGRAMA DE MOMENTOS
(TRANSPORTE)

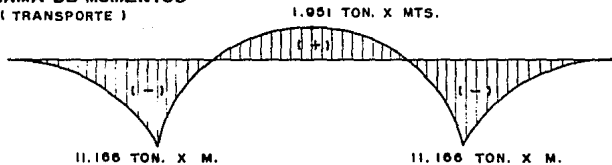


DIAGRAMA DE CORTANTE

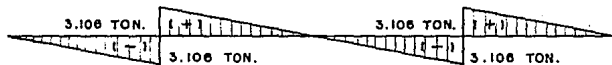


DIAGRAMA DE MOMENTOS
(LIZAJE)

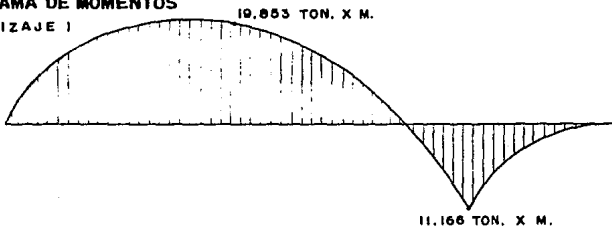


FIGURA 4.4

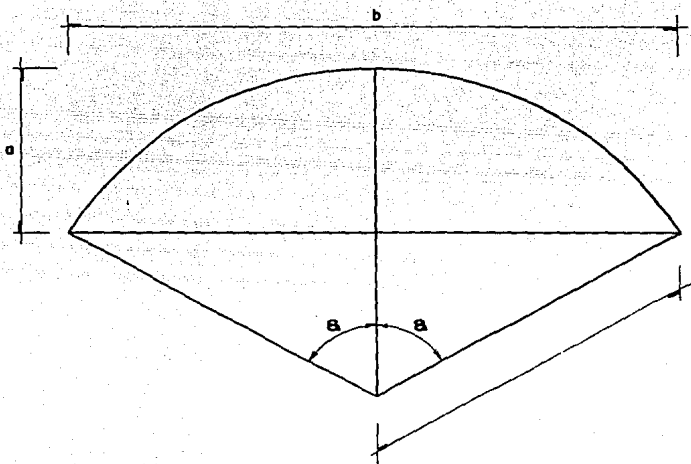


FIGURA 4.5

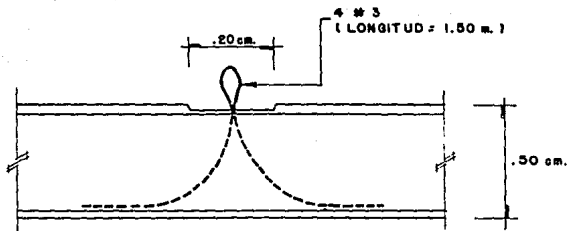
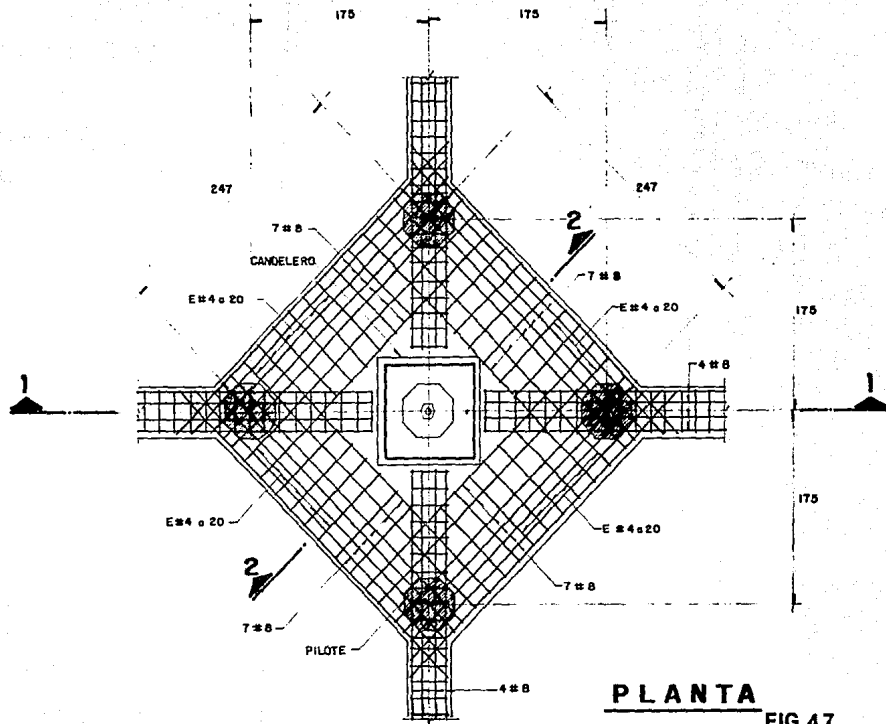
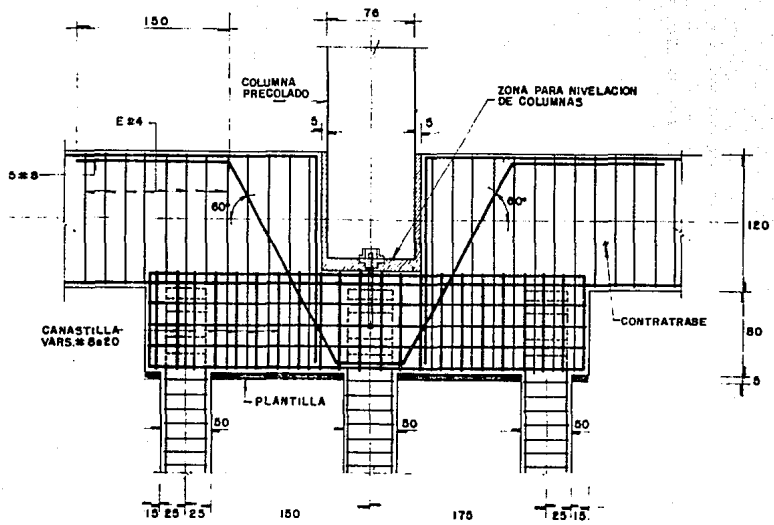


FIGURA 4.6

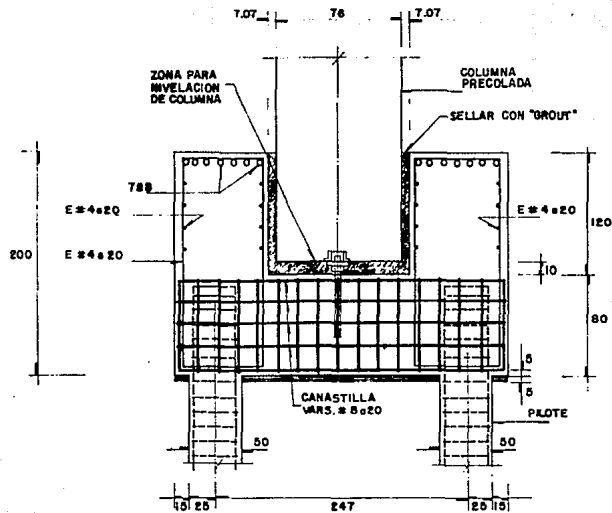


PLANTA
FIG.4.7



CORTE 1 - 1

FIG. 48



CORTE 2 - 2

FIG. 4.9

V.-PROCESO CONSTRUCTIVO

V.I NOTA PRELIMINAR

El proceso constructivo es una serie de pasos con cierto orden, el cual nos permite la ejecución de una obra determinada en un tiempo fijado.

V.II CIMENTACION PROFUNDA

A) FABRICACION DE PILOTES

Esta actividad comienza al habilitar el armado del pilote, el cual consta de un refuerzo longitudinal compuesto por 8 varillas del #8 y de un refuerzo transversal dado por un zuncho helicoidal a lo largo de todo el pilote con varilla del #3; esto acompañado de una serie de accesorios auxiliares, como son: orejas de cable de acero en los puntos determinados en el diseño estructural, para evitar momentos de flexión muy grandes en el momento de transportar e izar dicho pilote, círculos interiores de acero del #3 para evitar que el armado pierda el diámetro y varillas transversales del #3, con las cuales evito que el armado se desplace como una baraja (ver fig. 5.1).

Los translapes serán de 1.20 m y no se podrá translapar más del 30% de acero en la misma sección .

Se programó un rendimiento de 8 pilotes armados por jornada con una cuadrilla que constó de 12 fierros pero el rendimiento real fue de 5 pilotes armados por jornada.

La siguiente actividad en el proceso de construcción es el colocado del armado en la cimbra, la cual consta de seis moldes metálicos sobre una cama de concreto pobre. En este momento es importante el usar aceite quemado como desmoldante y cuidar que el armado esté colocado totalmente horizontal y que guarde sus distancias con la cimbra para que sirvan como recubrimiento posteriormente.

El colado del pilote se llevará a cabo con concreto de resistencia normal con un $f'c$ de 250 kg/cm² , un TMA de 3/4" y un revenimiento de 12, utilizando un volumen de 6.3 m³ por pilote y con el auxilio de bachas para el transporte del mismo de la olla a la cama de colado, y vibrando para evitar cavernas y porosidades con un vibrador Bosch de alta velocidad. El curado de los pilotes se realizó 2 horas después del colado inyectando vapor durante 12 horas continuas con una caldera Clayton a través de tuberías que llegaban hasta la cama de colado, la cual estaba cubierta con lonas

para dicho curado; finalmente se realizó el entongado de los pilotes auxiliándose de una grúa Linkbelt con una capacidad de 40 toneladas; cabe mencionar que se programó un total de 6 pilotes colados por jornada, dando un rendimiento real de 5 (ver fig. 5.2).

B) HINCADO

Este comienza con la perforación previa, la cual se realizó con una perforadora Watson 5000 a 30 metros de profundidad y con un diámetro un poco mayor al de los pilotes (5 cm aproximadamente), siendo necesario el ademe del pozo perforado inyectando lodos bentoníticos cada que se presentaba un avance (ver fig. 5.3). También es frecuente la limpieza de la broca y el acarreo del material producto de la excavación auxiliándose de un cargador sobre carriles Cat.

Es importante el cuidado y reposición de accesorios tales como cables, broca, y engrase de ciertas partes de la máquina perforadora, así como una amplia experiencia para tener una mayor eficiencia y así evitar ciertos accidentes, como pueden ser:

- el reventado de los cables
- el rompimiento y pérdida de la broca
- el volteo de la maquinaria

los cuales a parte de causar diversos tipos de daños, nos retrasan el programa de obra considerablemente.

personas, el cual se cumplió.

Se continúa con el lanzado del pilote, haciendo uso de una grúa Linkbelt LS-108 con guía pesada de 30 metros de longitud (ver fig. 5.4), en primer lugar se estabiliza el terreno con material seco para fijar la grúa, ya con el pilote listo para lanzarse, y poco a poco se comienza a voltear el pilote teniendo extrema precaución en el uso de sus accesorios para evitar que se reviente algún cable o que se voltee la grúa; ya puesto el pilote en su perforación se va introduciendo por peso propio quitando cada uno de sus amarres.

Como actividad final se tiene el hincado del pilote hasta penetrar en el estrato resistente. El equipo utilizado fue la misma grúa Linkbelt LS-108 con guías pesadas ampliadas para martillo Delmag D-30 (ver fig. 5.5). El procedimiento consiste en:

- montar el martillo a la guía
- acoplar la cabeza del pilote al gorro del martillo piloteador
- colocar en posición perfectamente vertical al martillo y a la guía del mismo (auxiliándose de plomadas)
- accionar el disparador del martillo, con lo cual se comienza propiamente el hincado.

- accionar el disparador del martillo, con lo cual se comienza propiamente el hincado.

- * es necesario el uso de material de amortiguamiento (se recomienda madera blanda) adecuado entre el gorro de acero del martillo y la cabeza del pilote para absorber la fuerza del impacto, proteger al pilote, distribuir y transmitir uniformemente las fuerzas, ampliar el tiempo de impacto por almacenamiento de energía y el alargar la vida útil del gorro.

El rebote del martillo es variado, dependiendo del estrato por el que esté penetrando el pilote y en el momento en que llegue a un número de golpes de 10 por un avance de 1 cm, nos indica que hemos llegado a nuestro punto de hincado final (estrato resistente).

C) DESCRIPCION DEL EQUIPO

1.- PERFORADORA WATSON 5000

Esta perforadora está montada sobre una draga y consiste de un barretón telescópico en cuyo extremo inferior se encuentra colocada una broca, como herramienta de avance, con un sistema rotatorio de

perforación, basando su operación en la transmisión de un par motriz a la barra.

2.- GRUA LINKBELT LS-108 DE 40 TON. DE CAPACIDAD.

Esta máquina sirve para el manejo y levantamiento de objetos pesados, contando con un sistema de malacates que acciona a uno o varios cables montados sobre una pluma y cuyos extremos terminan en gancho, para facilitar su uso la unidad motriz y los diferentes mecanismos de la máquina, le permiten girar alrededor de un eje vertical y a la pluma desplazarse sobre un plano vertical. La pluma está formada por módulos apoyados en la base, seguidos por la nariz, la cual en su extremo superior soporta las poleas por donde pasan los cables procedentes de los tambores de los malacates.

3.- MARTILLO DELMAG D-30

Este equipo genera impactos en serie para el hincado de pilotes, siendo de acción simple y de combustión interna a base de la inyección de diesel como energético para levantar la masa golpeadora. El ciclo de operación se inicia con la caída libre de un pistón guiado dentro de un cilindro que al comprimir el aire en el interior de la cámara de combustión produce el

encendido y explosión súbita del diesel previamente inyectado. La explosión y el impacto de la masa que golpea provoca la penetración del pilote en el terreno, y la expansión de los gases quemados impulsa al pistón hacia arriba para iniciar su ciclo nuevamente.

Para un hincado eficiente debe seleccionarse un pistón que oscile entre .3 y .5 veces el peso del pilote.

**PROGRAMA DE OBRA
CIMENTACION PROFUNDA**

No.	ACTIVIDAD	AVANCE	1991	1992							
			DIC.	ENERO				FEBRERO			
			10-14	16-11	13-18	20-25	27-1	3-8	10-15	17-22	24-29
1	FABRICACION DE PILOTES	PROG.		23	58	91	100				
		REAL	7	19	42	74	95	100			
A)	HABILITADO Y ARMADO DE PILOTES	PROG.		30	60	100					
		REAL	17	26	48	80	100				
B)	CIMBRADO DE PILOTES	PROG.		20	55	100					
		REAL		19	46	69	100				
C)	COLADO DE PILOTES	PROG.		15	50	84	100				
		REAL		14	38	69	91	100			
D)	CURADO DE PILOTES	PROG.		15	50	85	100				
		REAL		14	38	69	91	100			
E)	ENTONGADO DE PILOTES	PROG.		10	45	80	100				
		REAL		14	38	69	91	100			
2	HINCADO DE PILOTES	PROG.			15	32	48	64	80	95	100
		REAL			15	59	60	74	87	100	
A)	PERFORACION DEL SUELO	PROG.			18	35	53	70	86	100	
		REAL			17	41	61	74	87	100	
B)	LANZADO E HINCADO	PROG.			14	30	46	62	77	94	100
		REAL			13	39	60	73	87	100	
TOTAL		PROG.		12	37	62	74	82	90	98	100
		REAL	4	10	29	57	76	87	94	100	

Este tipo de cimentación consta de una serie de dados de concreto reforzado ligados entre sí por contratraves del mismo material, los cuales tienen como función el unir la estructura con la cimentación profunda, y además el absorber ciertos esfuerzos laterales que se presentan en el edificio. La construcción de este tipo de cimentación constó de las siguientes partidas.

- A) Demolición: hubo la necesidad de demoler carpeta asfáltica existente, rompiéndola con el uso de marros (esta partida se incluye como cimentación superficial, aunque fue previa a la perforación para el hincado de los pilotes). También dentro de la demolición se considera el descabece de los pilotes (1 m aprox.), para que los mismos queden ahogados en los dados, que serán colados posteriormente (ver fig. 5.6). Ambos conceptos de demolición incluyen todas las cargas y acarrees a tiro libre necesarios.
- B) Excavación: esta partida incluye la excavación de cepas o cajones, ya sea para el desplante de contratraves o de dados respectivamente, usando una máquina retroexcavadora con su respectiva cuadrilla, e incluyendo en la partida el trazo, la limpieza, nivelación y acarrees necesarios

para recibir por último una plantilla de concreto pobre de 7 cm de espesor.

- C) Habilitado y Armado de acero: esta partida incluye desde el cortar y doblar el acero longitudinal y transversal según planos de proyecto estructural; hasta la integración de todas las piezas habilitadas en sus respectivos candeleros o contratraves con amarres de alambón en todos los cruces (ver fig. 5.7), con traslapos de longitud de 40 veces el diámetro de la varilla traslapada en " diámetros menores al #8, y con soldadura a tope con biceles a 60 grados en la unión de varillas con diámetros mayores al #8.

Otro concepto incluido dentro de esta partida es el soldado de la placa de soporte en la parte central de cada uno de los candeleros, la cual servirá posteriormente como apoyo para el montaje de las columnas.

- D) Cimbrado: se usó triplay de 16 mm de espesor, con sus respectivos polines para fijar y utilizando aceite quemado como desmoldante.
- E) Colado: se usó concreto estructural clase I pre-

- E) Colado: se usó concreto estructural clase I premezclado con una resistencia de 250 kg/cm². Llevándose un volumen promedio de 20 m³ de concreto en dados grandes y de 8-10 m³ en dados chicos. El vibrado fue utilizando un vibrador Bosch de alta velocidad.
- F) Rellenos: necesario para alcanzar niveles de proyecto (ver fig. 5.8) y fueron realizados con tepetate compactado al 95%, prueba Proctor, en capas de 20 cm, con la previa incorporación del agua necesaria, usando como equipo para compactar bailarinas de gasolina y una plancha.

**PROGRAMA DE OBRA
CIMENTACION SUPERFICIAL**

No.	ACTIVIDAD	AVANCE	1991		1992									
			NOV.	DIC.	FEB.	MARZO			ABRIL			MAYO		
			25-30	2-7	24-29	2-7	9-14	16-21	23-28	6-11	20-25	27-30	6-9	
1	DEMOLICION DE CARPETA ASFALTICA	PROG.	50	100										
		REAL	48	100										
2	EXCAVACION DE CEPAS Y CAJONES	PROG.			33	67	100							
		REAL			30	60	85	100						
3	DESCABECE DE PILOTES	PROG.				50	100							
		REAL				42	83	100						
4	HABILITADO Y ARMADO DE ACERO	PROG.				25	50	75	100					
		REAL				20	48	70	100					
5	CIMBRADO	PROG.				10	40	65	85	100				
		REAL				8	40	62	83	100				
6	COLADO	PROG.					20	40	60	80	100			
		REAL					17	35	55	77	94	100		
7	RELLENOS	PROG.					10	25	40	60	80	100		
		REAL						15	30	45	60	80	100	
TOTAL		PROG.	7	14	19	36	60	72	84	91	97	100		
		REAL	7	14	19	33	53	69	81	89	93	97	100	

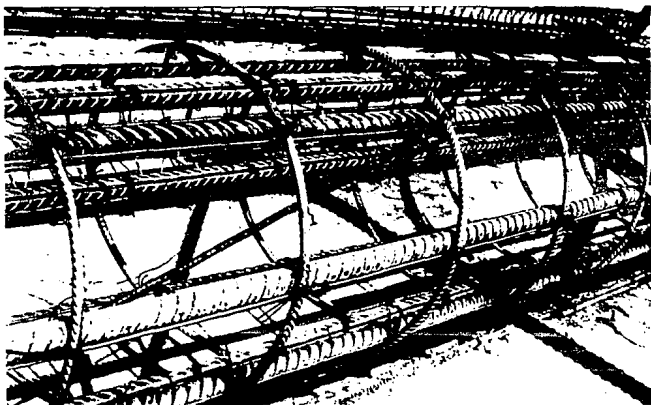


FIG. 5.1 HABILITADO DE ACERO EN PILOTES



FIG. 5.2 CAMAS DE COLADO DE PILOTES



FIG. 5.3 PERFORACION PARA PILOTES

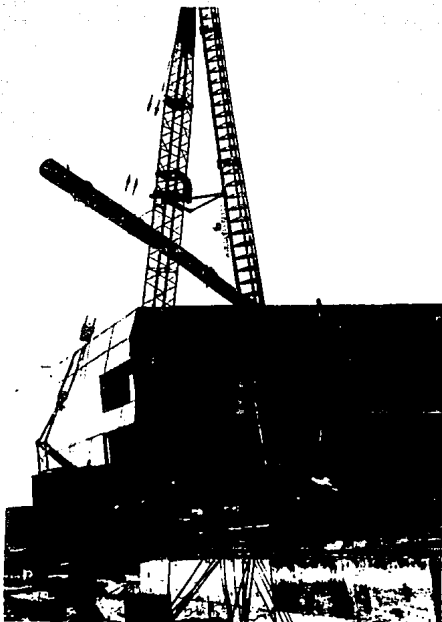


FIG. 5.4 LANZADO DE PILOTES



FIG. 5.5 HINCADO DE PILOTES



FIG. 5.6 DESCABECE DE PILOTES

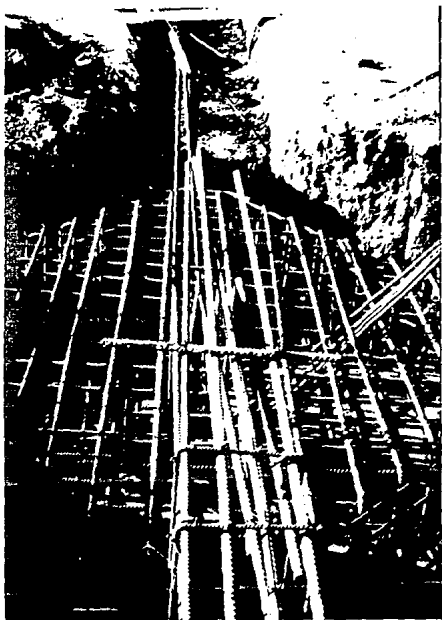


FIG. 5.7 ARMADO DE ACERO EN DADOS



FIG. 5.8 RELLENO DE TEPETATE COMPACTADO

VI.-CONCLUSIONES

Para poder tomar decisiones óptimas dentro de la ejecución de una construcción, es necesario el tener bien fundamentadas todas las bases y requisitos determinados en un proyecto, tal es el caso de la elección de pilotes de 50 cm de diámetro desplantados a 30 m de profundidad estudiada en el capítulo III de este trabajo, ya que a pesar de que existían otras opciones, en base a las características del estrato, se consideró que aunque los pilotes son de un diámetro grande y de 30 m de longitud, es más viable esta solución ya que se lleva menos tiempo el profundizar una perforación dentro del mismo estrato resistente que el realizar una completa, reflejándose en el costo considerablemente.

Por otro lado se puede también cuestionar dicho proyecto y propiciar la revisión del mismo para dar lugar a posibles correcciones, que den como resultado soluciones óptimas, tanto en su ejecución como en costo.

En ocasiones es necesaria la realización de ciertas pruebas en campo para verificar el comportamiento previsto en el correspondiente proyecto; tal es el caso de las pruebas de carga en pilotes, las cuales fueron pedidas por el estudio de mecánica de suelos, ya que a pesar de la exploración, pruebas y muestreo realizados en el predio, se presenta una gran cantidad de incertidumbres, las cuales pueden afectar el comportamiento de

la cimentación de una manera importante. En este proyecto no fueron realizadas dichas pruebas debido a un aparente ahorro, ya que el llevar a obra el equipo necesario para su ejecución provoca gastos importantes, siendo este ahorro aparente, ya que de haber realizado estas pruebas pudimos haber hecho modificar el proyecto disminuyendo el número de pilotes, y con esto tener un ahorro mayor al que se efectuó al no considerar dichas pruebas de carga.

Hago énfasis en el hecho de revisar y cuestionar determinado proyecto al momento de ejecutarlo, porque existe otro punto en el que yo cuestiono al mismo, ya que en la justificación estructural del armado de la zapata en los dados, me encontré que no es necesaria toda la canastilla de varillas del número 8 a cada 20 cm, ver fig.4.9, ya que dicho acero fue revisado en su sentido longitudinal por flexión, siendo este solo necesario en la cruz central del mismo dado y no en todo; y de la misma manera se revisaron los estribos en el sentido transversal, resultando necesarios los mismos, pero no a todo lo ancho del dado resultando una cantidad 1.5 veces mayor a la requerida, lo que me da como resultado un incremento del 30% del acero transversal que debió haber sido utilizado. Estoy de acuerdo que el concreto debe de ir armado en todas sus secciones, pero es de gran importancia el pensar mejor en la disminución del diámetro de la varilla utilizada para el armado del mismo, ya que de alguna manera el disminuir la cantidad de acero en este caso me causa ahorros fuertes si consideramos que son mas de 200 dados los que

**ESTA TESIS NO DEBE
SALIR DE LA BIBLIOTECA**

se ejecutarán en este proyecto.

Hago hincapié en la importancia de la justificación teórica de la práctica, ya que otro ejemplo de la misma está en la opción que presentó la Contratista que ejecutó la fabricación, lanzado e hincado del pilote. Dicha Contratista sugirió el uso de pilotes de una sola pieza de 30 m de longitud, presentando sus argumentos de que con la maquinaria de que disponía podía ejecutarlos sin ningún problema, cosa que le asignó el contrato, ya que originamente el proyecto constaba de tramos de pilotes de 15 m de longitud, los cuales debían de ir soldados entre sí y por consecuencia requerían de mayor tiempo y naturalmente de un mayor costo.

Otro aspecto importante a comentar es el concepto de haber diseñado las trabes de P.B. como tales y no como contratraves al considerar subpresiones, ya que su función será el ligar los dados y reducir los hundimientos diferenciales permanentes de la edificación.

BIBLIOGRAFIA

ANALISIS Y DISEÑO DE CIMENTACIONES
SOBRE TERRENO COMPRESIBLE
MARSAL Y MASARI
INSTITUTO DE INGENIERIA UNAM
1980

MECANICA DE SUELOS TOMO I Y TOMO II
JUAREZ BADILLO Y RICO MARTINEZ
EDITORIAL LIMUSA
MEXICO, 1989.

ESTUDIO DE MECANICA DE SUELOS PARA LA NUEVA PLAZA
CORPORATIVA DE GRUPO NACIONAL PROVINCIAL EN AV. CERRO
DE LAS TORRES 395
GEOTEC S.A. DE C.V.
MEXICO, D.F., 1991.

NORMAS TECNICAS COMPLEMENTARIAS DEL REGLAMENTO DEL
D.F. PARA DISEÑO Y CONSTRUCCION DE CIMENTACIONES
MEXICO, 1990.

NORMAS TECNICAS COMPLEMENTARIAS DEL REGLAMENTO DEL D.F.
PARA DISEÑO Y CONSTRUCCION DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO
MEXICO, 1990.

ASPECTOS FUNDAMENTALES DE CONCRETO REFORZADO
OSCAR M. GONZALEZ CUEVAS Y FRANCISCO ROBLES
EDITORIAL LIMUSA
MEXICO, 1989.

DISEÑO ESTRUCTURAL
ROBERTO MELI P.
EDITORIAL LIMUSA
MEXICO, 1989.

MANUAL DE DISEÑO Y CONSTRUCCION DE PILAS Y PILOTES
SOCIEDAD MEXICANA DE MECANICA DE SUELOS
MEXICO, 1988.

DISEÑO ESTRUCTURAL DE CIMENTACIONES
MANUAL DE OBRAS CIVILES
COMISION FEDERAL DE ELECTRICIDAD